

PERBANDINGAN NILAI DEBIT AKHIR MENGGUNAKAN SOFTWARE EPANET 2.0 DENGAN HARDY CROSS METHOD PADA PERENCANAAN JARINGAN PERPIPAAN AIR BERSIH

Alexander Luan^{1*}, Hidayat Rizal², Denik Krisnayanti³

¹Mahasiswa Prodi Teknik Sipil, Fakultas Sains dan Teknik, Universitas Nusa Cendana

²Dosen Prodi Teknik Sipil, Fakultas Sains dan Teknik, Universitas Nusa Cendana

Jl. Adi Sucipto Penfui, Kota Kupang, Nusa Tenggara Timur

*E-mail : dhexluan99@gmail.com¹, dayat_rizal@yahoo.co.id², denik.krisnayanti@gmail.com³

ABSTRAK

Desa Camplong II merupakan salah satu desa di Kabupaten Kupang yang belum terlayani sepenuhnya oleh penyediaan air bersih. Wilayah ini mempunyai sumber air Kese dengan debit 32,46 liter/detik. Studi ini bertujuan untuk merencanakan jaringan perpipaan air bersih guna membantu masyarakat Desa Camplong II memenuhi kebutuhan air bersih khususnya pada Dusun Oelkiu dan Dusun Oetulu. Jaringan perpipaan rencana dianalisis dengan menggunakan *software Epanet 2.0* dalam bentuk jaringan *loop*. Perhitungan manual dilakukan dengan metode Hardy Cross. Debit pada pipa *output software Epanet 2.0* kemudian dibandingkan dengan hasil perhitungan manual dengan metode Hardy Cross. Hasil proyeksi kebutuhan air kedua dusun pada tahun 2037 adalah 2,698 liter/detik dengan kebutuhan air pada jam puncak sebesar 4,452 liter/detik. Berdasarkan hasil perhitungan, perbandingan debit hasil perhitungan metode Hardy Cross dan *output software Epanet 2.0* mencapai 1,156 %. Hal ini menunjukkan bahwa *output* dapat mewakili perhitungan manual dalam menganalisis jaringan perpipaan air bersih.

Kata kunci : Jaringan Perpipaan, Air bersih, *Epanet 2.0*, Metode Hardy Cross

PENDAHULUAN

Air merupakan kebutuhan makhluk hidup yang sangat esensial, dimana tanpa air, semua makhluk hidup tersebut akan mati. Manusia dan hewan tidak saja menggunakan air sebagai kebutuhan pokok, tetapi juga membutuhkan tanaman. Dipihak lain, tanaman tak dapat tumbuh tanpa air. Pertumbuhan tanaman juga bergantung pada keaktifan bakteri, sementara bakteri juga membutuhkan air untuk berkembang. Dengan kata lain, suatu keseimbangan ekologi akan terpelihara dengan baik, dan airilah yang merupakan mata rantai untuk tercapainya keseimbangan antara kehidupan dan lingkungannya. Desa Camplong II merupakan salah satu dari sepuluh desa yang terletak di Kecamatan Fatuleu, Kabupaten Kupang dan memiliki luas wilayah mencapai 48,63 Km². Sebagian besar masyarakat Desa Camplong II bekerja sebagai petani dan peternak hingga membentuk beberapa kelompok tani dan ternak. Aktivitas - aktivitas di sektor pertanian dan peternakan serta keseharian masyarakat masih terkendala dengan ketersediaan air bersih yang belum

tercukupi. Sumber mata air yang saat ini dikelola oleh PDAM Kabupaten Kupang (mata air Oenak) telah melayani masyarakat Desa Camplong II, namun sistem pengaliran yang mengandalkan gravitasi menyebabkan tidak terlayannya sebagian masyarakat desa yaitu pada Dusun Oelkiu dan Dusun Oetulu yang terletak pada pedalaman desa.

Desa Camplong II memiliki sumber air bersih lain yang berasal dari mata air Kese. Mata air ini memiliki debit yang cukup besar yaitu 32,46 liter/detik (Luan, 2018). Mata air ini belum dimanfaatkan secara maksimal oleh masyarakat sekitar. Letak mata air yang berada lebih rendah dan jauh dari kawasan pemukiman masyarakat Desa Camplong II menjadi penyebab belum dimanfaatkannya mata air ini.

DASAR TEORI

Pengertian Air Bersih

Air merupakan zat yang mutlak bagi setiap makhluk hidup dan kebersihan air adalah syarat utama bagi terjaminnya kesehatan.(Punmia B.C,1979). Menurut Peraturan Menteri Kesehatan RI Nomor: 416/Menkes/Per/IX/1990

tentang syarat-syarat pengawasan kualitas air, air bersih adalah air yang digunakan untuk keperluan sehari-hari yang kualitasnya memenuhi syarat-syarat kesehatan dan dapat diminum apabila telah dimasak (Pamsinas, 2008).

Jumlah Pengguna Air Bersih

$$P_n = P_o + (n \cdot q) \quad (1)$$

2. Metode Geometrik

Rumus yang digunakan :

$$P_n = P_o \times (1 + q)^n \quad (2)$$

3. Metode *Least Square*

Rumus yang digunakan :

$$P_n = a + b \cdot X \quad (3)$$

Dimana :

$$a = \frac{(\sum Y \cdot \sum X^2) - (\sum X \cdot \sum XY)}{(n \cdot \sum X^2) - (\sum X)^2} \quad (4)$$

$$b = \frac{(n \cdot \sum XY) - (\sum X \cdot \sum Y)}{(n \cdot \sum X^2) - (\sum X)^2} \quad (5)$$

Keterangan :

P_n = Jumlah penduduk pada tahun ke-n (jiwa)

P_o = Jumlah penduduk pada awal tahun data (jiwa)

X = Selang waktu (tahun dari tahun n - tahun terakhir) (tahun)

n = Jumlah tahun proyeksi (tahun)

q = Rasio kenaikan penduduk rata - rata pertahun

a, b = Konstanta *least square*

Pemilihan metode proyeksi penduduk yang digunakan dalam perhitungan selanjutnya didasarkan pada nilai korelasi dan standar deviasi. Nilai korelasi (r) yang dipilih adalah nilai yang mendekati 1, sedangkan untuk standar deviasi (ds) dipilih metode dengan nilai standar deviasi (sd) terkecil.

Jumlah fasilitas pemakai air bersih

Fasilitas- umum juga turut mempengaruhi jumlah kebutuhan air bersih pada suatu wilayah. Jumlah fasilitas umum yang terdapat pada wilayah perencanaan didata dan dilakukan proyeksi jumlahnya pada tahun rencana. Proyeksi dilakukan berdasarkan tingkat pertumbuhan penduduk dan kebutuhan akan jenis fasilitas.

Kehilangan air

Kehilangan air adalah besarnya selisih air yang diproduksi dengan air yang didistribusikan. Kehilangan air dapat bersifat teknis yaitu kebocoran pipa maupun non teknis yaitu pencurian air dari jaringan perpipaan (Gee, 1991). Perencanaan sistem kebutuhan air

Jumlah pemakai air pada tahun rencana perlu diproyeksi guna mengetahui tingkat pemakaian air pada tahun rencana. Terdapat beberapa pendekatan atau metode yang digunakan untuk memproyeksi jumlah penduduk yaitu (Lambe, 1982):

1. Metode Aritmatika

Rumus yang digunakan :

bersih, harus diperhitungkan kehilangan air yang besarnya diperkirakan sebanyak 20% - 30% dari total kebutuhan air (Haryono, 1996).

Jumlah Kebutuhan Air Bersih pada Tahun Rencana

Setelah jumlah pengguna rencana (P_n) dan jumlah fasilitas tahun rencana (F_n) maka dapat dilakukan perhitungan jumlah kebutuhan air bersih suatu wilayah pada waktu rencana (Q_r), yaitu dengan menggunakan persamaan (Nugroho, dkk. 2014) :

$$Q_r = Q_d + Q_n + 20\%(Q_d + Q_n) \quad (6)$$

Dimana :

$$Q_d = P_n \times q \quad (7)$$

$$Q_n = F_n \times q \quad (8)$$

Keterangan :

Q_r = Jumlah kebutuhan air pada tahun rencana ($m^3/detik$).

Q_d = Jumlah kebutuhan air domestik ($m^3/detik$).

Q_n = Jumlah kebutuhan air non domestik ($m^3/detik$).

P_n = Jumlah pengguna pada tahun rencana (jiwa).

F_n = Jumlah fasilitas pada tahun rencana (jiwa).

q = Besarnya kebutuhan air (liter/orang atau unit/hari).

Metode Hardy Crooss

Metode Hardy Cross adalah metode penyelesaian dengan iterasi matematik, maka untuk persoalan jaringan pipa tersebut, langkah-langkah penyelesaiannya adalah (Chouw, 1985):

1. Perkirakan secara sembarang nilai debit dan arah aliran pada masing-masing pipa dalam setiap *loop*.

2. Hitung nilai K dengan persamaan :

$$K = \frac{10,70L}{C^{1,85} d^{4,87}} \quad (9)$$

3. Hitung nilai h_f dengan persamaan :

$$h_f = (\pm) K_i Q_i^n \quad (10)$$

Nilai $n = 1,85$ (persamaan Hazen William), dan \pm adalah arah aliran pada *loop* tertutup mengikuti arah jarum jam, tanda (+) untuk

Dusun II :

$$P_n = 940 \text{ jiwa}$$

$$Q_{d1} = P_n \times q$$

$$= (0,7 \times 940 \times 80) + (0,3 \times 940 \times 30)$$

$$= 61.100 \text{ liter/hari}$$

Dusun III :

$$P_n = 551 \text{ jiwa}$$

$$Q_{d2} = P_n \times q$$

$$= (0,7 \times 551 \times 80) + (0,3 \times 551 \times 30)$$

$$= 35.830 \text{ liter/hari}$$

Kebutuhan domestik total

$$(Q_d) = Q_{d1} + Q_{d2}$$

$$= 61.100 + 35.830$$

$$= 96.960 \text{ liter/hari atau } 1.122$$

liter/detik

2. Kebutuhan air nondomestik

Perhitungan kebutuhan air non domestik, menggunakan standar kebutuhan air untuk fasilitas-fasilitas. Hasil proyeksi jumlah fasilitas dikalikan dengan standar kebutuhan air fasilitas-fasilitas. Hasil perhitungan didapatkan jumlah kebutuhan air nondomestik total pada tahun 2037 adalah 97.360 liter/hari atau 1,127 liter/detik.

3. Kebutuhan air total pada tahun rencana

$$Q_r = Q_d + Q_n + 20\%(Q_d + Q_n) \quad (8)$$

Total kebutuhan air bersih :

$$\text{Dusun II} = 61.100 + 50.750 + 23.370$$

$$= 134.220 \text{ liter/hari}$$

$$\text{Dusun III} = 56.250 + 46.770 + 16.488$$

$$= 98.928 \text{ liter/hari}$$

Kebutuhan air rencana

$$= 134.220 + 98.928$$

$$= 233.148 \text{ liter/hari atau}$$

$$2,698 \text{ liter/detik}$$

Kebutuhan harian maksimum adalah jumlah kebutuhan harian dikalikan dengan koefisien

faktor harian maksimum (1,1), sehingga kebutuhan air harian maksimum adalah

$$= 233.148 \times 1,1$$

$$= 256.463 \text{ liter/hari atau}$$

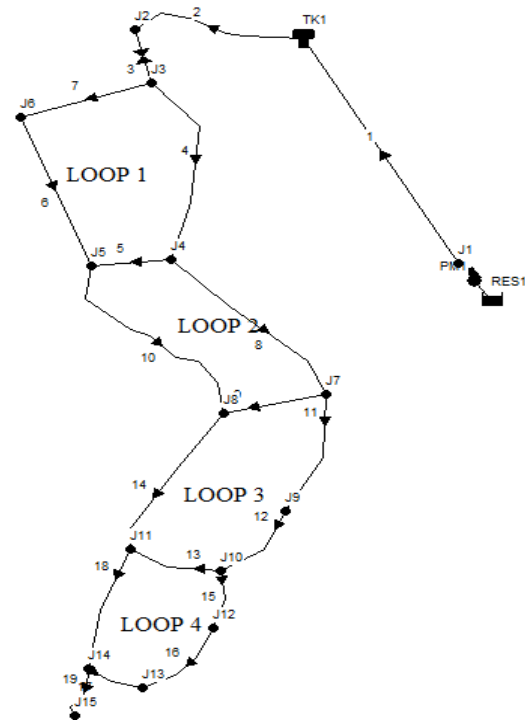
$$2,968 \text{ liter/detik.}$$

Kebutuhan air bersih pada jam puncak adalah jumlah kebutuhan harian maksimum dikalikan dengan koefisien faktor jam puncak (1,5), sehingga kebutuhan air pada jam puncak adalah

$$= 2,968 \times 1,5$$

$$= 4,452 \text{ liter/detik.}$$

Pemodelan Jaringan Distribusi Air Bersih dengan Software Epanet 2.0



Gambar 2. Arah Aliran Air

Tabel 2. Nilai Elevasi, Pressure, dan Base Demand pada Setiap Junction

Node ID	Elevation (m)	Base Demand (l/s)	Pressure (m)
Junc J1	323.797	0.000	87.7
Junc J2	382.967	0.140	8.41
Junc J3	338.754	0.192	20.00
Junc J4	282.588	0.292	75.35
Junc J5	278.451	0.292	79.23
Junc J6	343.451	0.292	14.75
Junc J7	262.784	0.192	94.16
Junc J8	258.649	0.492	97.95
Junc J9	257.569	0.344	98.99
Junc J10	273.133	0.144	83.29
Junc J11	266.397	0.244	89.61
Junc J12	275.675	0.244	79.84
Junc J13	264.991	0.544	90.17
Junc J14	255.912	0.544	99.62
Junc J15	257.461	0.500	97.17
Rsvr RES1	290	-	0.00
Tank TK1	387.472	-	9.00

Berdasarkan Tabel 2, dapat dilihat nilai tekanan terbesar adalah 99,62 m yaitu pada *junction* 14. Perbedaan tekanan yang besar diakibatkan oleh perbedaan elevasi daerah rencana yang cukup besar.

Tabel 3. Nilai Flow, Headloss, Velocity, Diameter dan Panjang Setiap Pipa

Link ID	Flow (l/s)	Unit Headloss (m/km)	Length (m)	Diametre (mm)
Pipe 1	5.96	9.95	1510.13	100
Pipe 2	4.46	5.81	876.17	100
Pipe 3	4.32	32.63	318.83	100
Pipe 4	2.57	0.71	1139.58	125
Pipe 5	0.65	0.67	389.62	75
Pipe 6	1.26	0.56	927.45	100
Pipe 7	1.55	0.83	663.68	100
Pipe 8	1.63	0.91	1099.76	100
Pipe 9	0.22	0.67	513.37	50
Pipe 10	1.62	0.89	1210.67	100
Pipe 11	1.22	0.53	731.18	100
Pipe 12	0.87	0.29	488.73	100
Pipe 13	0.26	0.87	471.54	50
Pipe 14	1.35	0.64	927.32	100
Pipe 15	0.47	2.67	337.6	50
Pipe 16	0.23	0.69	513.73	50
Pipe 17	0.32	1.28	290.15	50
Pipe 18	1.36	0.65	732.22	100
Pipe 19	0.50	2.98	302.24	50

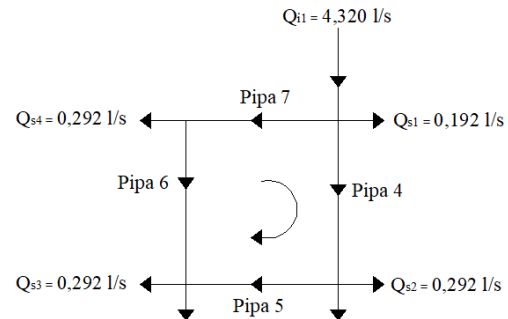
Debit terbesar yang terdapat pada jaringan *loop* hasil run *Epanet 2.0* terdapat pada pipa 4 dengan nilai debit 2,570 liter/detik, sedangkan debit terendah terdapat pada pipa 9 yaitu 0,220 liter/detik. Hal ini terjadi karena pipa 4 termasuk pipa awal yang menerima air dari pipa luar loop (pipa 3) sedangkan pipa 9 termasuk pipa pertengahan dalam loop, dimana debit air yang masuk ke pipa 9 dari pipa 8 telah terbagi ke pipa 11. Nilai headloss terbesar terletak pada pipa 3 yaitu 32,63 m/km. Nilai headloss dalam jaringan loop hasil run berkisar antara 0,29 - 1,28 m/km. Semakin besar kecepatan aliran, semakin besar juga headloss yang dihasilkan. Nilai headloss juga harus diperhitungkan dengan nilai minor losses. Nilai headloss pada pipa 3 adalah yang tertinggi dikarenakan pada pipa 3 terdapat katup. Katup digunakan untuk menurunkan tekanan air sebelum masuk kedalam loop sehingga terjadi kehilangan energi yang cukup besar.

Analisis pemodelan jaringan distribusi air bersih dengan metode Hardy Cross

Evaluasi hasil pemodelan jaringan distribusi air bersih dengan metode Hardy Cross untuk mencari nilai debit pada tiap-tiap pipa, kemudian dibandingkan dengan hasil pemodelan dengan *Epanet 2.0*. Langkah awal untuk melakukan perhitungan dengan metode Hardy Cross adalah melakukan pembagian loop, lalu dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai kehilangan energi (h_f) dan nilai koreksi debit (ΔQ). Nilai

koefisien kekasaran pipa adalah 110 karena pipa yang digunakan adalah pipa baja. Perhitungan dilakukan dengan Persamaan 9 - Persamaan 12. Berikut perhitungan pada setiap loop :

1. Loop 1



Gambar 3. Pemodelan Loop 1

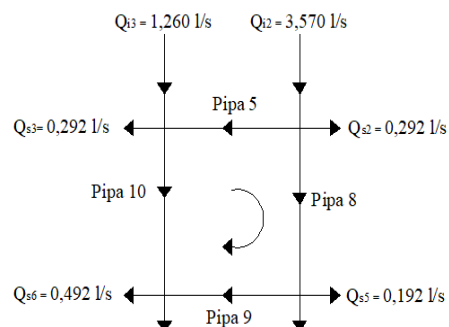
Tabel 4. Perhitungan pada Loop 1 Iterasi 1

Loop	Pipa	C	d (m)	L (m)	K	Q_0 (m³/s)	h_f (m)	h_f/Q_0	ΔQ	Q_i (m³/s)
1	7	110	0.100	663.68	88057.4	0.00155	-0.55832	360.204		0.00155018
	6	110	0.100	927.45	123055	0.00126	-0.53184	422.097		0.00126018
	5	110	0.075	389.62	209846	0.00065	0.26656	410.088	-0.00000018	0.00064982
	4	110	0.125	1139.58	51003.5	0.00257	0.82409	320.659		0.00256982
Jumlah			3120.33	471961	0.00603	0.00049	1513.05			

Tabel 5. Perhitungan pada Loop 1 Iterasi 2

Loop	Pipa	C	d (m)	L (m)	K	Q_0 (m³/s)	h_f (m)	h_f/Q_0	ΔQ	Q_i (m³/s)
1	7	110	0.100	663.68	88057.4	0.00155	-0.5584327	360.238		0.0015502
	6	110	0.100	927.45	123055	0.00126	-0.5319802	422.148		0.0012602
	5	110	0.075	389.62	209846	0.00065	0.2664235	409.993	0.00000000	0.0006498
	4	110	0.125	1139.58	51003.5	0.00257	0.8239895	320.64		0.0025698
Jumlah			3120.33	471961	0.00603	0.0000000	1513.02			

2. Loop 2



Gambar 4. Pemodelan Loop 2

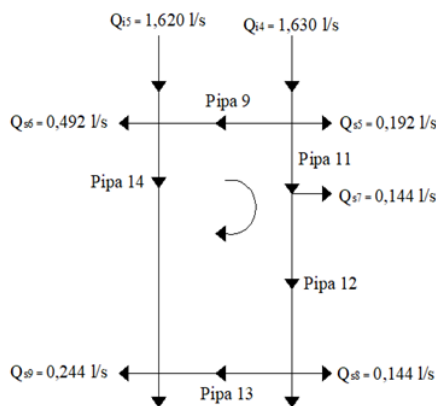
Tabel 6. Perhitungan pada Loop 2 Iterasi 1

Loop	Pipa	C	D (m)	L (m)	K	Q ₀ (m³/s)	h _f (m)	h _f /Q ₀	ΔQ
2	5	110	0.075	389.62	209846	0.00065	-0.26656	410.088	
	10	110	0.100	1210.67	160632	0.00162	-1.10519	682.214	
	9	110	0.050	513.37	1991837	0.00022	0.34099	1549.934	0.000002
	8	110	0.100	1099.76	145917	0.00163	1.01544	622.967	
Jumlah				3213.42	2508232	0.00412	-0.01532	3265.202	

Tabel 7. Perhitungan pada Loop 2 Iterasi 2

Loop	Pipa	C	D (m)	L (m)	K	Q ₀ (m³/s)	h _f (m)	h _f /Q ₀	ΔQ
2	5	110	0.075	389.62	209846	0.00065	-0.26642	409.993	
	10	110	0.100	1210.67	160632	0.00162	-1.10199	681.306	
	9	110	0.050	513.37	1991837	0.00022	0.34829	1565.112	0.00000029
	8	110	0.100	1099.76	145917	0.00163	1.01836	623.790	
Jumlah				3213.42	2508232	0.00412	-0.00176	3280.201	

3. Loop 3



Gambar 5. Pemodelan Loop 3

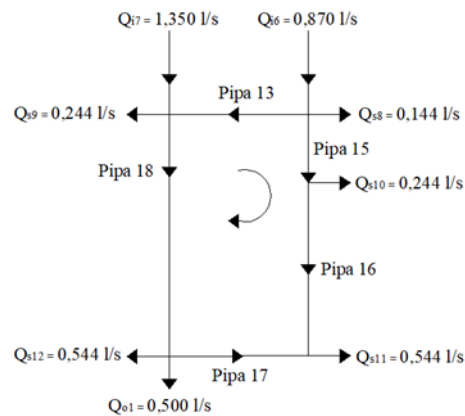
Tabel 8. Perhitungan pada Loop 3 Iterasi 1

Loop	Pipa	C	D (m)	L (m)	K	Q ₀ (m³/s)	h _f (m)	h _f /Q ₀	ΔQ	Q _i (m³/s)
3	9	110	0.050	513.37	1991837	0.00022	-0.341	1549.93		0.0002225
	14	110	0.100	927.32	123037	0.00135	-0.6042	447.528		0.0013556
	13	110	0.050	513.37	1991837	0.00026	0.46447	1786.41		0.0002544
	12	110	0.100	448.73	59538	0.00087	0.12969	149.068	-0.00000559	0.0008644
	11	110	0.100	731.18	97013	0.00122	0.395	323.771		0.0012144
Jumlah				3133.97	4263263	0.00392	0.04401	4256.71		

Tabel 9. Perhitungan pada Loop 3 Iterasi 2

Loop	Pipa	C	D (m)	L (m)	K	Q ₀ (m³/s)	h _f (m)	h _f /Q ₀	ΔQ	Q _i (m³/s)
3	9	110	0.050	513.37	1991837	0.00022	-0.3483	1565.11		0.0002228
	14	110	0.100	927.32	123037	0.00136	-0.6088	449.103		0.0013567
	13	110	0.050	513.37	1991837	0.00025	0.44617	1753.72	-0.00000113	0.0002533
	12	110	0.100	448.73	59538	0.00086	0.12815	148.254		0.0008633
	11	110	0.100	731.18	97013	0.00121	0.39166	322.51		0.0012133
Jumlah				3133.97	4263263	0.00391	0.00889	4238.7		

4. Loop 4



Gambar 6. Pemodelan Loop 4

Tabel 10. Perhitungan pada Loop 4 Iterasi 1

Loop	Pipa	C	D (m)	L (m)	K	Q ₀ (m³/s)	h _f (m)	h _f /Q ₀	ΔQ	Q _i (m³/s)
4	13	110	0.050	513.37	1991837	0.00026	-0.4645	1786.41		0.00025441
	18	110	0.100	732.22	97151.4	0.00136	-0.4836	355.596		0.00135610
	17	110	0.050	290.15	1125760	0.00032	-0.3855	1204.55	0.000004	0.00031610
	16	110	0.050	513.73	1993234	0.00023	0.37047	1610.75		0.00023390
	15	110	0.050	337.60	1309863	0.00047	0.91329	1943.16		0.00047390
Jumlah				2387.07	6517846	0.00264	-0.0498	6900.46		

Tabel 11. Perhitungan pada Loop 4 Iterasi 2

Loop	Pipa	C	D (m)	L (m)	K	Q ₀ (m³/s)	h _f (m)	h _f /Q ₀	ΔQ	Q _i (m³/s)
4	13	110	0.050	513.37	1991837	0.00025	-0.4462	1753.72		0.00025328
	18	110	0.100	732.22	97151.4	0.00136	-0.481	354.729		0.00135653
	17	110	0.050	290.15	1125760	0.00032	-0.3768	1192.06	0.000000	0.00031653
	16	110	0.050	513.73	1993234	0.00023	0.38217	1633.93		0.00023347
	15	110	0.050	337.60	1309863	0.00047	0.92735	1956.86		0.00047347
Jumlah				2387.07	6517846	0.00263	0.0055	6891.29		

Pembandingan Debit Hasil Metode Hardy Cross dan Output Epanet 2.0

Pembandingan debit hasil perhitungan manual dengan metode Hardy Cross dan *run Epanet 2.0* ini dimaksud untuk melihat perbedaan hasil perhitungan yang diperoleh.

Tabel 12. Perbandingan Debit Hasil Metode Hardy Cross dan Epanet 2.0

Link ID	Debit (m³/s)		Selisih (m³/s)
	Epanet 2.0	Hardy Cross	
(a)	(b)	(c)	(d = b-c)
Pipe 1	0.00596	0.0059600	-
Pipe 2	0.00446	0.0044600	-
Pipe 3	0.00432	0.0043200	-
Pipe 4	0.00257	0.0025698	0.000000176
Pipe 5	0.00065	0.0006498	0.000000176
Pipe 6	0.00126	0.0012602	-0.000000176
Pipe 7	0.00155	0.0015502	-0.000000176
Pipe 8	0.00163	0.0016328	-0.000002826
Pipe 9	0.00022	0.0002228	-0.000002826

Pipe 10	0.00162	0.0016172	0.000002826
Pipe 11	0.00122	0.0012133	0.000006721
Pipe 12	0.00087	0.0008633	0.000006721
Pipe 13	0.00026	0.0002533	0.000006721
Pipe 14	0.00135	0.0013567	-0.000006721
Pipe 15	0.00047	0.0004735	-0.000003468
Pipe 16	0.00023	0.0002335	-0.000003468
Pipe 17	0.00032	0.0003165	0.000003468
Pipe 18	0.00136	0.0013565	0.000003468
Pipe 19	0.0005	0.0005000	-
Jumlah (Σ Idl)			0.000049938

Tabel 12 menunjukkan nilai debit *output Epanet 2.0* mendekati hasil perhitungan manual dengan metode Hardy Cross. Hal ini dapat dilihat dari perbedaan hasil hitung yang mendekati nilai nol. Pipa 1, pipa 2, pipa 3 dan pipa 19 tidak dianalisis menggunakan metode Hardy Cross karena pipa 1, pipa 2, pipa 3, dan pipa 19 tidak termasuk dalam jaringan loop. Debit pada pipa pipa 1, pipa 2, pipa 3, dan pipa 19 didapatkan dari *output software Epanet 2.0*. Debit total yang masuk kedalam *loop* adalah 4,320 liter/detik. Total selisih debit hasil analisis mencapai 0.000049938 m³/detik atau 0.049938 liter/detik dengan presentase 1,156%. Selisih ini diasumsikan sebagai besarnya kehilangan air.

PENUTUP

Kesimpulan

Dari hasil penelitian yang didapatkan, disimpulkan bahwa :

1. Jumlah penduduk Dusun II dan Dusun III Desa Camplong II hasil proyeksi pada tahun 2037 masing-masing adalah 940 jiwa dan 551 jiwa. Kebutuhan air pada tahun 2037 untuk Dusun II adalah 134.220 liter/hari atau 1,553 liter/detik dan Dusun III adalah 98.928 liter/hari atau 1,145 liter/detik. Total kebutuhan air Dusun II dan Dusun III adalah 233.148 liter/hari atau 2,698 liter/detik. Kebutuhan air total pada jam puncak sebanyak 4,452 liter/detik. Debit mata air Kese yang terukur adalah 32,46 liter/detik, sehingga dapat melayani kebutuhan masyarakat Dusun II dan Dusun III Desa Camplong II hingga tahun 2037.
2. Sistem jaringan perpipaan air bersih direncanakan dengan *software Epanet 2.0* berupa sistem jaringan loop, dimana air dari mata air dipompa menuju ke bak penampung, lalu dialirkan menuju daerah pelayanan. Volume bak penampung yang

digunakan adalah 80 m³ dengan dimensi panjang = 4 m, lebar = 4 m, dan tinggi = 5 m. Air dari bak penampung kemudian dialirkan secara gravitasi menuju daerah layanan dengan sistem pipa tertutup atau loop yang terbagi atas 4 loop. Pipa yang digunakan adalah pipa baja dengan nilai kekasaran 110. Diameter pipa yang digunakan adalah 0,050 m, 0,075 m, 0,100 m dan 0,125 m.

3. Debit air pada masing-masing pipa dalam loop *output software Epanet 2.0* dianalisis dengan perhitungan manual menggunakan metode Hardy Cross. Hasil analisis menunjukkan debit *output software Epanet 2.0* mendekati hasil perhitungan manual dengan perbandingan selisih perhitungan sebesar 0.049938 liter/detik atau 1,156%.

Saran

Sesuai dengan hasil penelitian pada jaringan perpipaan Dusun II dan Dusun III Desa Camplong II maka penulis mengusulkan beberapa saran sebagai berikut :

1. Pembangunan jaringan perpipaan air bersih dengan sistem pompa lalu dialirkan secara gravitasi di wilayah Desa Camplong II dapat menjadi solusi untuk memenuhi kebutuhan air masyarakat sekitar khususnya Dusun II dan Dusun III karena lokasi sumber mata air berada lebih rendah dari pemukiman masyarakat.
2. Pemodelan jaringan perpipaan distribusi air pada *software Epanet 2.0* dapat membantu keputusan manajerial dalam kegiatan pelaksanaan proyek dilapangan. Oleh sebab itu, perlu dilakukan pengembangan terhadap *software* ini agar hasil yang didapatkan lebih sesuai dengan kondisi yang ada pada lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Chow, V.T.; Suyatman ; Sugiharto K., Rosalina N.1985. Hidrolika Saluran Terbuka, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Ditjen Cipta Karya. 2000. Kriteria Perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas Pekerjaan Umum. Jakarta: Dinas Pembangunan Umum
- Khotami, K. D. 2017. Perencanaan Sistem Jaringan Perpipaan Penyedia Air Bersih Di Kecamatan Gambiran Kabupaten Banyuwangi. Skripsi Jurusan Teknik Sipil. Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan. Institut Teknologi Sepuluh November. Surabaya

- Lambe, A.B. 1982. Teknik Penyehatan I. FST Unhas, Ujung Pandang.
- Nugroho, S. dkk. 2014. Analisa Jaringan Perpipaan Air Bersih Menggunakan Epanet 2.0 (Studi Kasus Di Kelurahan Harapan Baru, Kota Samarinda). Jurnal Teknik Lingkungan. Universitas Mulawarman. Samarinda.
<https://www.ejournal.undip.ac.id/index.php/teknik>
- Pamsimas, CMAC. 2008. Pedoman Teknis Sarana Air Minum, Departemen PU, Jakarta.
- Pane, A.H. 2013 Studi Kasus: Analisa Jaringan Pipa Distribusi Air dengan Metode Hardy Cross. Jurnal Teknik mesin. Universitas Sumatra Utara. Medan.
https://www.academia.edu/8207770/Studi_Kasus_Analisa_Jaringan_Pipa_Distribusi_Air_dengan_Metode_Hardy_Cross
- Pardosi, S. M. 2018. Perencanaan Sistem Jaringan Perpipaan Air Minum Di Perumahan Karyawan PTPN IV Pabatu. Program Studi Teknik Lingkungan. Fakultas Teknik. Universitas Sumatra Utara. Medan
- Punmia, B.C. 1979. Water Supply Engineering. Standard Book House. New Delhi.
- Rossmann, L. A. 2000. Manual Program Epanet, Bandung : Ekamitra Engineering
- Siregar, A. A. P. 2011. Analisa Distribusi Air Bersih Pada Komplek Perumahan Karyawan PT. Chevron Pacific Indonesia Distrik Dumai Dari WTP-Dumai menggunakan Software Epanet 2.0. Bidang Studi Teknik sumber Daya Air. Departemen Teknik Sipil. Fakultas Teknik. Universitas Sumatra Utara.

